

地震時強震記録を用いた橋梁の被災シミュレーション解析

A Stricken Analysis by an Earthquake with Strong-Motion Records

大日本コンサルタント(株)	正会員	吉岡 勉 (Tutomu YOSHIOKA)
北海道開発土木研究所	正会員	岡田慎哉 (Shinya OKADA)
同上	正会員	佐藤 京 (Takashi SATOU)
大日本コンサルタント(株)	正会員	原田政彦 (Masahiko HARADA)
同上	正会員	山中大樹 (Daiju YAMANAKA)

1. はじめに

近年の道路橋耐震設計では、材料非線形を考慮した地震応答解析による動的照査法を用いることが主流となっている。これは、RC 橋脚や免震支承等の地震時履歴特性が載荷試験の蓄積から概ね明らかにされ、解析に用いる復元力モデルが提案されてきたことが一つの要因である。しかし、これら各部材のモデル化は橋梁全体系での解析精度を保証したのではなく、実際の地震時挙動との比較から地震応答解析の解析精度を検証した事例は比較的少ない。

そこで、本検討では平成 15 年十勝沖地震 (M8.0) において被災した際に橋梁各部と地盤で強震記録が得られている十勝河口橋を対象に、3 次元骨組みモデルによる地震応答解析の精度検証を行う。

2. 十勝河口橋の概要と被災状況

十勝河口橋は、十勝川河口上流 4km に位置する国道 336 号豊頃町～浦幌町を結ぶ橋長 928m の PC 橋で、平成 4 年 12 月に竣工した。主橋梁の 3 径間有ヒンジ PC ラーメン箱桁橋と、側橋梁の 3 径間連続 PC 箱桁橋×3 連で構成され、橋脚は RC 小判型壁式橋脚である。基礎形式は側橋梁では鋼管杭基礎、主橋梁では鋼管矢板基礎とし、砂岩およびシルト岩から構成される岩盤層を支持層としている。支持層より上位の地層構成は、沖積砂質土および沖積粘性土層が厚く堆積しており、地盤種別は種と判定される。

平成 15 年十勝沖地震による十勝河口橋の被災状況¹⁾を図 - 1 に示す。3 径間連続箱桁区間の A1 橋台と P8 橋脚を除く箇所において鋼製支承のライナープレートある

いは水平ローラーが破損し、桁端部において最大 67cm の水平移動および橋面に最大 10cm 程度の段差が生じた。また、主桁の移動に伴う桁端部のコンクリート剥落や伸縮継手および防護柵の損傷も見られた。その後、復旧工事としてジャッキアップによる主桁位置の復元、損壊した支承の交換などが実施されている²⁾。

なお、本橋には P4・P5 橋脚桁内部、中央ヒンジ部、A2 橋台の橋座上、および地表 (GL-5m) と地中 (GL-50m) の 6 箇所に加速度計が設置されており、平成 15 年十勝沖地震において 6 箇所×3 方向=合計 18 成分の強震記録が得られている。この強震記録波形を基に本橋の地震時挙動が推察されている^{1)・3)}。

3. 固有値解析による卓越振動数の精度検証

3.1 解析モデル

検討に用いる解析モデルは、設計実務で一般的に用いられている 3 次元骨組みモデルとした (図 - 2)。上部構造は、PC 箱桁の中立軸で弾性は要素でモデル化し、各支間を 10 等分程度に分割して質点を配置した。下部構造は、主橋梁が PC ラーメン橋であるためコンクリートのひび割れ、鉄筋の降伏による剛性低下を考慮した非線形 M - モデル (トリリニアモデル) とし、復元力特性は除荷時剛性低下指数 0.4 の Takeda モデルとした。基礎構造は、フーチングを剛体はり要素でモデル化し、その下端に基礎～地盤系を動的 S - R パネとして集約して与えた。支承は平成 15 年十勝沖地震で損壊したことを考慮して、表 - 1 に示す設計上のせん断耐力を降伏点とする完全弾塑性型バイリニアモデルとした。

このようなモデル化を基本として、表 - 2 に示す解析

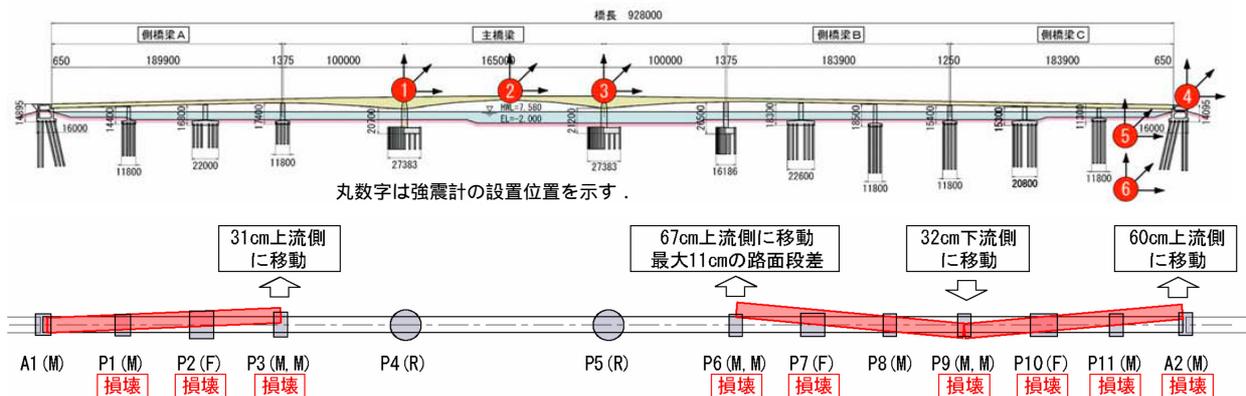


図 - 1 十勝河口橋 般図および被災状況¹⁾

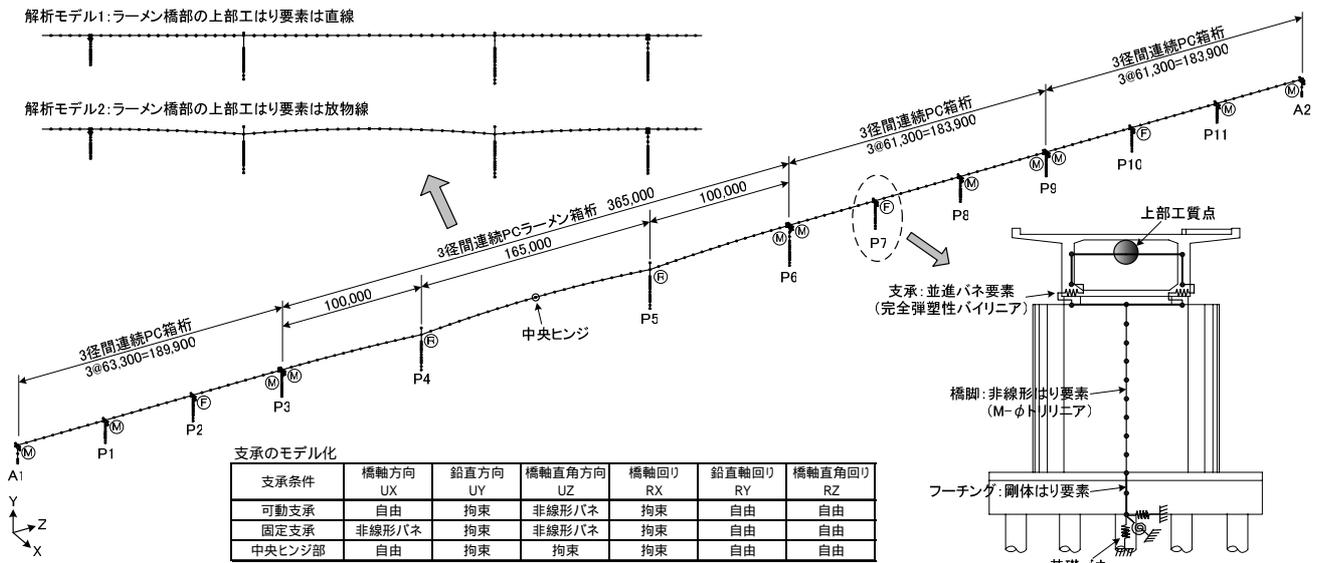


図 - 2 解析モデル

表 - 1 支承耐力と損傷パターン¹⁾
(1支承あたり)

橋台 / 橋脚	橋軸方向	橋軸直角方向	
		支承耐力 (kN)	損傷パターン
A1	(M)	1384	1384
P1	(M)	3180	3180
P2	(F)	8401	5826
P3L	(M)	1384	1384
P3R	(M)	2030	1963
P6L	(M)	2030	1963
P6R	(M)	1384	1384
P7	(F)	8401	5826
P8	(M)	3180	3180
P9L	(M)	1384	1384
P9R	(M)	1384	1384
P10	(F)	8401	5826
P11	(M)	3180	3180
A2	(M)	1384	1384

注) 損傷パターン : 上巻側アンカーバーせん断耐力
 : 下巻側アンカーボルトせん断耐力
 : ライナープレート引張耐力
 : 水平ローラー引張耐力

表 - 2 解析ケース

モデル名	内容説明	
	上部工軸線	基礎バネ
モデル1	直線	道示による動的S-Rバネ
モデル2	放物線	"
モデル3	"	主橋梁部 (P3 ~ P6橋脚) の基礎バネのバネ定数を100倍程度

ケースで検討を行った。モデル1は上部構造はり要素の高さ方向の位置を一定としたモデルである。モデル2は主橋梁のPC箱桁が変断面であることを考慮して、上部工はり要素を重心位置で連ねて放物線としたモデルである。モデル3は、本橋の地震時挙動において基礎構造の相違による剛性差の影響を受けているとする文献³⁾の報告を考慮して、剛性差の影響が顕著となるようにP3~P6橋脚の基礎バネを硬めに調整したモデルである。

3.2 卓越振動数の精度検証

被災を受けなかった地震規模の小さい強震記録から本橋の卓越振動数を求め、この結果に近い固有振動数が得

られる解析モデルの選定を行う。

(1) 橋軸方向

強震記録の橋軸方向成分において、比較的振幅が小さい時間領域のフーリエスペクトルを図-3に示す。各解析モデルでの主要なモードの固有振動数を表-3に、モード形状を図-4にそれぞれ示す。

なお、同表には比較のため、図-3のフーリエスペクトルから求めた卓越振動数も併記している。ここで、主橋梁の観測点はP4、P5橋脚上および中央ヒンジ部の3点のみであるため、正確なモード同定まではできていないが、フーリエスペクトルから求めた卓越振動数と30次分の固有振動数およびモード形状から総合的に判断して、卓越振動数1.15~1.22Hzは主橋梁1次(モード)の固有振動数と推定した。同様に、卓越振動数2.15~2.22HzはP5橋脚1次(モード)、卓越振動数2.86~2.88HzはP4橋脚1次(モード)の固有振動数と判断した。

表-4のモデル1とモデル2の比較から、PC箱桁の変断面を考慮して放物線状にモデル化したモデル2の方が振動数はわずかに大きくなっている。また、モード~に対して、強震記録から求めた卓越振動数に最も近似するのは、基礎バネを硬めに調整したモデル3である。

(2) 橋軸直角方向

地震規模の小さい強震記録の橋軸直角方向成分において、比較的振幅が小さい時間領域のフーリエスペクトルを図-5に示す。各解析モデルでの主要なモードの固有振動数を表-4に、モード形状を図-6にそれぞれ示す。

表-5のモデル1とモデル2の比較から、放物線状のモデル化したモデル2の方がモード、で振動数が大きくなっている。また、モード、に対して、強震記録から求めた卓越振動数に最も近似するのは、基礎バネを硬めに調整したモデル3である。

以上より、スペクトル解析で得られた卓越振動数に最も近似するモデル3を用いて、次章の被災シミュレーションを行う。

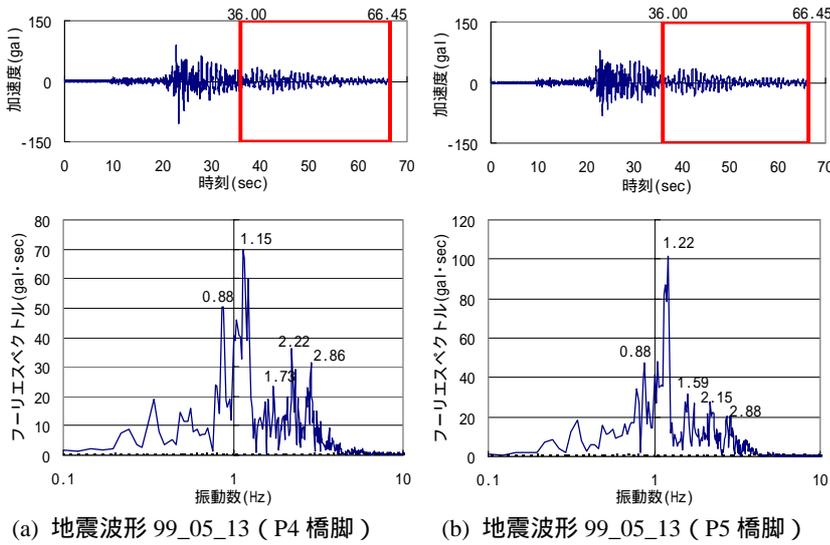


図 - 3 強震記録橋軸方向成分のフーリエスペクトル

表 - 3 固有値解析結果 (橋軸方向)

解析モデル	橋軸方向		
	モード	モード	モード
モデル1	1.093	1.996	2.108
モデル2	1.130	2.017	2.147
モデル3	1.184	2.414	2.614
強震記録	1.15 ~ 1.22	2.15 ~ 2.22	2.86 ~ 2.88

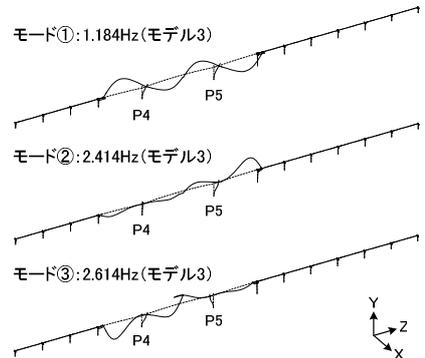


図 - 4 モード形状 (橋軸方向)

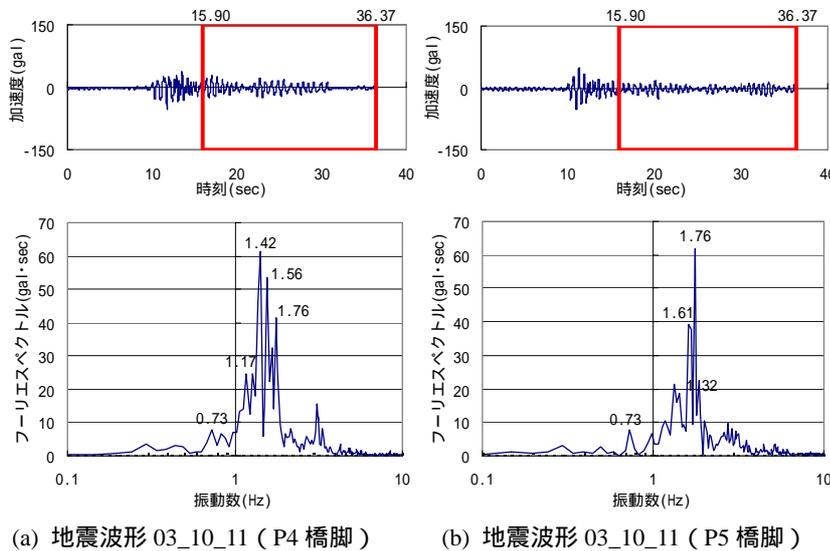


図 - 5 強震記録橋軸直角方向成分のフーリエスペクトル

表 - 4 固有値解析結果 (橋軸直角方向)

解析モデル	橋軸直角方向		
	モード	モード	モード
モデル1	0.685	1.436	1.550
モデル2	0.687	1.490	1.600
モデル3	0.696	1.643	1.761
強震記録	0.73	1.42 ~ 1.56	1.61 ~ 1.76

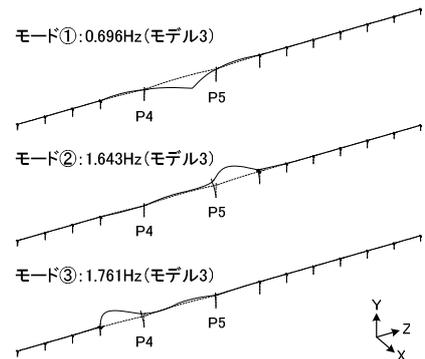


図 - 6 モード形状 (橋軸直角方向)

4. 被災シミュレーションによる動的応答の精度検証

4.1 解析方法

モデル3を用いて被災状況の再現解析を行う。加振方向は被災の状況を考慮して橋軸直角方向とし、入力地震動としては、図-1に示す観測点 (P11~A2間中央でのGL-5.0mの位置)で得られた十勝沖地震本震の加速度波形を用いる(図-7)。

非線形動的解析における数値積分には、Newmark法 ($\gamma=1/4$)を用い、積分時間間隔 Δt は0.01秒とする。また、粘性減衰としては、橋軸直角方向の固有モードと ω の振動数およびモード減衰から作成したレーリー減衰を用いる。

4.2 解析精度の検証結果

P4橋脚上の上部工節点において、実測と解析の応答加速度波形からフーリエスペクトルを求め、周波数特性を比較したものを図-8に示す。なお、支承損壊後の観測波形には桁と支承の摩擦力など複雑な要素が多く含ま

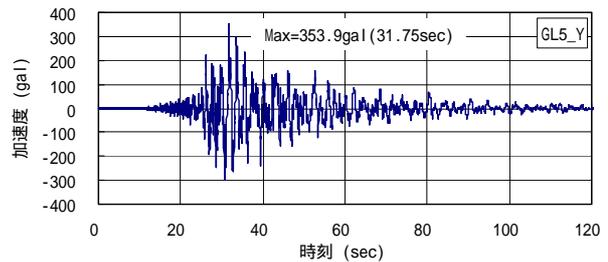
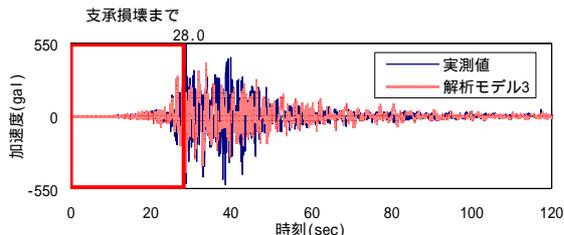


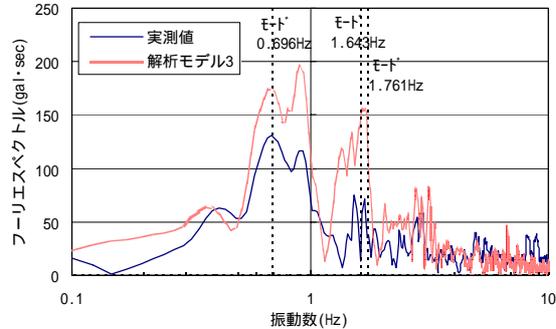
図 - 7 入力地震動 (本震, 観測点, 橋軸直角成分)

れているため、フーリエスペクトルの算出は支承が損壊に至るまでの領域 (0~28秒間) に対して行った。28秒までとしたのは、A2橋台上での観測波形の28秒前後に加速度の明確な急変が見られたためである。

支承損壊までの周波数特性は、実測と解析で振幅に違いはあるものの比較的良く合っている。また、図には示していないが、P5橋脚・A2橋台上の観測点においても応答加速度の周波数特性が実測と解析で傾向が近似することを確認している。



(a) 応答加速度波形 (P4 橋脚)



(b) 支承損壊までのフーリエスペクトル (P4 橋脚)

図 - 8 実測と解析の動的応答の比較 (P4 橋脚)

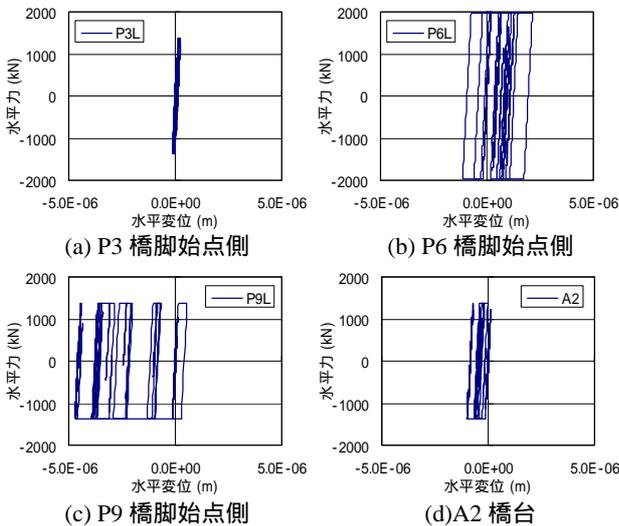


図 - 9 鋼製支承の水平力 - 水平変位履歴曲線

表 - 5 実測と解析の最大応答の比較

着目項目	着目位置	実測値	解析値
上部構造 最大応答加速度 (gal)	P4	549.2	436.6
	P5	499.5	538.8
	A2	267.3	402.5
上部構造 最大応答変位 (mm)	P3L	310.0	4.2
	P6R	670.0	20.0
	P9L	320.0	40.9
	P9R	320.0	38.9
	A2	600.0	7.7
橋脚基部 最大せん断力 (kN)	P1	-	10985.3
	P2	-	14634.7
	P3	-	9398.2
	P4	-	32410.1
	P5	-	34225.6
	P6	-	12011.5
	P7	-	14673.6
	P8	-	10556.5
	P9	-	10641.4
	P10	-	13853.5
	P11	-	12299.6

注1) 最大応答変位の实測値は、残留変位を示す。
注2) 網掛けは、せん断耐力を超過した箇所を示す。

図 - 9 に解析で求めた代表的な支承の水平力 - 水平変位履歴曲線を示す。全ての支承で降伏に達しているが、水平変位は最大でも P9 橋脚始点側の 0.005mm と非常に小さく、上下部構造はほぼ一体として挙動している。

表 - 5 に実測と解析の最大応答値を比較したものを示す。観測項目としては加速度のみであるが、最大変位として地震発生後の現場計測による残留変位を示した。上部工の最大応答加速度は概ね合っているが、最大応答変位は大きく異なっている。これは、図 - 9 に示したように解析での支承モデルとして降伏後も支承耐力に等しい水平力を負担する完全弾塑性バイリニア型を用いたが、支承損壊後に負担する実際の水平力は動摩擦力程度であり、支承損壊後の滑りを適切に表現できていないことが原因の一つと考えられる。また、解析では、支承耐力に等しい水平力を橋脚に伝達してしまうため、RC 橋脚 4 基でせん断破壊が生じるという結果となり、地震後の RC 橋脚は健全だったという状況とは異なる。

5. まとめ

本検討では、平成 15 年十勝沖地震において強震記録が得られている十勝河口橋を対象に、3 次元骨組みモデルによる被災シミュレーション解析を行い、地震応答解析の精度検証を試みた。

本検討で得られた結果を以下にまとめる。

- (1) 強震記録から求めた本橋の卓越振動数と解析で求めた固有振動数との比較により、PC 箱桁の変断面を考慮して上部工は要素を放物線状に配置するとともに、基礎構造の相違による剛性差が顕著となるよう主橋梁部の基礎パネを硬めにしたモデルが最も精度が向上することがわかった。
- (2) 地表面での観測波形を用いて被災状況の再現解析を行った結果、地震発生直後～支承損壊までの領域における応答加速度の周波数特性は、実測値と概ね一致することが確認された。
- (3) 支承のモデル化を完全弾塑性バイリニア型としたことが原因で、上部工の最大応答変位は実際の残留変位に比べ非常に小さく、実際には損傷を受けていない RC 橋脚がせん断破壊するという解析結果となり、被災状況を正しく再現することはできなかった。

今後は、鋼製支承損壊後の滑りを適切に表現できる支承のモデル化を検討し、同様の被災シミュレーションを行っていく予定である。

参考文献

- 1) 平成 15 年 (2003 年) 十勝沖地震検討会報告書, 2004.10.
- 2) 田中, 佐藤, 田中, 谷口: 2003 年十勝沖地震により被災した十勝河口橋の復旧について, 土木学会第 60 回年次学術講演会, -128, 2005.9.
- 3) 松崎, 石川, 西本, 岡田, 谷口: 2003 年十勝沖地震の強震記録に基づく十勝河口橋の地震時挙動の推察, 土木学会第 60 回年次学術講演会, -129, 2005.9